

به سازی سازه های بتن آرمه بلند و نامنظم با مهاربند فولادی تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی*

حسین جراحی^(۱)ابوالقاسم کرامتی^(۲)

چکیده یک ساختمان بنا به علل مختلفی هم چون تغییر کاربری ساختمان، تغییرات در استانداردهای طراحی و یا نقص در طراحی و اجرای ساختمان، ممکن است نیاز به مقاوم سازی داشته باشد. یکی از روش هایی که در سال های اخیر برای مقاوم سازی لرزه ای قاب های بتن آرمه کاربرد دارد، تقویت سازه با استفاده از مهاربندهای فولادی است. در این مقاله با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، ابتدا نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد تأمین شده توسط سازه های بتن آرمه تعیین می شود، سپس این سازه ها با استفاده از مهاربندهای فولادی تقویت شده و سطح عملکرد آنها مجدداً تعیین می شود و با حالت اول مقایسه می گردد. مدل ها از دو پلان مختلف و در دو حالت ۱۰ و ۱۵ طبقه انتخاب شده اند. ضمن این که سازه های مورد بررسی در این مقاله علاوه بر بلند بودن، از نوع نامنظم در پلان انتخاب شده اند تا اثر این نامنظمی نیز در نتایج قابل بررسی باشد. نتایج به دست آمده نشان می دهد کاربرد مهاربند فولادی موجب ارتقای قابل توجه سطح عملکرد و ظرفیت لرزه ای سازه شده است.

واژه های کلیدی سطوح عملکرد، سازه بتن آرمه، مهاربند فولادی، نامنظمی، تحلیل غیرخطی.

Performance Levels of Tall and Irregular RC Structures, before and after Reinforcing by Steel Bracing, under Nonlinear Static and Dynamic Analysis

H. Jarrahi

A. Keramati

Abstract A building may need retrofitting, based on change of occupancy, change in design codes or deficiencies in design or performance. One method used early years for seismic retrofitting of reinforced concrete frame is by using steel bracing. In this article, first, the formation of plastic hinges and performance levels provided by RC structures are determined by nonlinear static and dynamic analysis; then, these structures reinforced by steel bracing and re-evaluate for performance levels and contrast with first condition. Structures are selected of two different plans in 10- and 15-story. Moreover, the structures of this study, in addition to being tall, are selected irregular in plans to evaluate the effects of the irregularity in results, too. Results show that using steel bracing promote performance level and seismic capacity of structures, significantly.

Key Words Performance Level, RC Structure, Steel Bracing, Irregularity, Nonlinear Analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۷/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۱۰/۲۷ می باشد.

Email: Hossein.Jarrahi@yahoo.com

(۱) نویسنده مسئول: کارشناس ارشد گرایش سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

(۲) استادیار، گروه سازه دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.

مقدمه

انسان از آغاز خلقت همواره با موضوع بلایای طبیعی مواجه بوده و پیوسته تلاش کرده‌است تا این حوادث و سوانح طبیعت را مدیریت و کنترل نماید و زندگی خود را از این خطرات، ایمن و محفوظ دارد. در میان بلایای طبیعی نیز، زلزله از اهمیت خاصی برخوردار است. باتوجه به بررسی زلزله‌های گذشته و شرایط نایمن بسیاری از ساختمان‌های کشور، و نیز قرار گرفتن ایران در یکی از سه ناحیه لرزه‌خیز جهان (کمر بند آلپ-همیمالیا)، می‌توان گفت تعداد زیادی از ساختمان‌های موجود، در اثر زلزله احتمال خرابی خواهند داشت که مطالعات آسیب‌پذیری نیز این ادعا را تأیید می‌کند. لذا چون پیشگیری از وقوع زلزله ناممکن است، مباحث مقاوم‌سازی سازه‌های آسیب‌پذیر در برابر زلزله بسیار قابل اهمیت می‌باشد. همین مسئله، اهمیت انتخاب تکنیک‌ها و روش‌های مناسب به‌منظور بهبود رفتار لرزه‌ای و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها را روشن می‌کند.

به‌طور کلی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای عبارت است از اصلاح خردمندانۀ خواص سازه‌ای ساختمان موجود به‌منظور بهبود عملکرد در زلزله‌های آینده [1]. هدف از مقاوم‌سازی لرزه‌ای را نیز می‌توان دستیابی به مقاومت بیشتر و شکل‌پذیری بیشتر به‌منظور پاسخگویی به ظرفیت لرزه‌ای مورد نیاز سازه بیان کرد [2]. یکی از روش‌هایی که در سال‌های اخیر برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه کاربرد دارد، استفاده از مهاربندهای فولادی است. این روش علاوه بر اجرای آسان و اقتصادی، مزایای دیگری را از جمله امکان ایجاد بازشو در قاب، اضافه کردن وزن اندکی به سازه و ایجاد مزاحمت کم برای ادامه کاربری ساختمان نیز دارا می‌باشد. در این روش، با نصب مهاربند بر روی قاب بتنی، تغییر شکل‌ها کمتر می‌شود و باربری جانبی قاب افزایش می‌یابد و در نتیجه عملکرد سازه در برابر زلزله بهبود می‌یابد.

در گذشته مطالعاتی در مورد مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه انجام شده‌است؛ لیکن در این مقاله علاوه بر بررسی سطوح عملکرد این سازه‌ها در دو حالت اولیه و پس از مقاوم‌سازی، دو پارامتر بلندمرتبه بودن و نامنظمی در پلان نیز به‌طور هم‌زمان مورد توجه قرار گرفته‌اند. در ادامه نمونه‌هایی از پژوهش‌های مشابه انجام‌شده ذکر می‌شود.

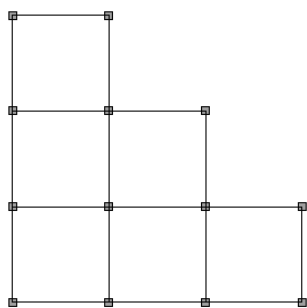
سابقه پژوهش

بوداکس و جیرسا، مقاوم‌سازی یک سازه نمونه را با استفاده از مهاربند فولادی انجام دادند و رفتار آن را تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای مورد مطالعه قرار دادند. پس از انجام مطالعات آزمایشگاهی و هم‌چنین آنالیزهای تحلیلی، بهبود قابل ملاحظه‌ای در رفتار غیرالاستیک قاب مهاربندی‌شده مشخص بود [3]. یاماموتو و یومه‌مورا در مقاله‌ای تحت عنوان تحلیل قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی، نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌شده با بادبندهای فولادی را مورد بررسی قرار دادند. روش بادبندی در این مقاله، استفاده از قاب‌های فولادی بادبندی‌شده در داخل قاب بتنی مسلح است. در این تحقیق بر تأثیر ملات اتصال‌دهنده بین قاب فولادی و بتنی تأکید شده‌است. روش مورد بحث در ژاپن به‌کار رفته‌است. آزمایش بر روی قاب‌های یک‌دهانه، یک‌طبقه با مقیاس ۱:۳ انجام شده و نهایتاً نتایج آزمایش با نتایج تحلیلی مقایسه شده‌است [4]. کانالز و وگار در مقاله‌ای با عنوان تکنیک‌های مقاوم‌سازی استفاده‌شده در ساختمان‌های مخابرات مکزیکو، به روش بادبندی فولادی قاب‌های بتن مسلح اشاره کرده‌اند. این روش با استفاده از قاب‌های فلزی بادبندی‌شده در قاب‌های بتن مسلح انجام شده‌است و قاب‌های فلزی با برش‌گیرهایی به قاب‌های بتنی متصل شده‌اند [6]. ناطقی الهی و شهبازیان، روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر زلزله را بررسی کرده‌اند و تقویت سازه‌ها با مهاربند فلزی را یک شیوه بسیار مناسب و اقتصادی دانسته‌اند. ایشان در ادامه، تعبیه قاب فلزی بادبند در داخل قاب بتنی را

کرد که طی آن به ارزیابی ساختمان‌های با قاب بتن‌آرمه چند طبقه نامنظم در ارتفاع پرداخت. برای این منظور، دو قاب ۱۰ طبقه دویعدی به‌ترتیب با دو و چهار عقب‌نشینی بزرگ در طبقات فوقانی با شکل‌پذیری متوسط و زیاد طراحی شدند. تمام قاب‌ها با روش‌های پوش‌آور و تاریخچه زمانی غیرخطی، با صرف‌نظر از اثر P- Δ و اندرکنش خاک و سازه تحلیل شدند و ارزیابی بر مبنای معیارهای کلی و جزئی انجام شد. نتایج حاصل شده نشان داد که از نظر اقتصادی، رده شکل‌پذیری متوسط و زیاد تفاوت چندانی ندارند و عملکرد لرزه‌ای تمام قاب‌های نامنظم به‌طور یکسان مورد رضایت بود. حتی برای تحریک لرزه‌ای دو برابر قوی‌تر از زلزله طراحی، نسبت به قاب‌های منظم رتبه پایین‌تری نداشتند. همان‌طور که انتظار می‌رفت، قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط نسبت به قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد متناظر، مقاومت بیشتر و شکل‌پذیری کمتری داشتند. مقاومت افزون قاب‌های نامنظم، مشابه قاب‌های منظم بود و قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد، دارای مقاومت افزون بیشتری نسبت به قاب‌های با شکل‌پذیری متوسط بودند [10]. فلاح‌پونس، علیزاده و واتقی‌امیری، به بررسی سطح عملکرد یک سازه بتن مسلح منظم چهارطبقه، مهاربندی شده با بادبند فولادی تحت تحلیل استاتیکی خطی پرداختند و نتیجه گرفتند که نصب مهاربند بر روی سازه باعث افزایش سختی سازه و کاهش زمان تناوب سازه می‌شود. این افزایش سختی و کاهش زمان تناوب باعث افزایش برش پایه می‌شود. ولی به‌علت رفتار سازه‌ای مناسب با استفاده از سیستم دوگانه و شکل‌پذیری خوب سیستم مهاربند، سطح عملکرد کلیه مدل‌ها ارتقا پیدا می‌کند [۱۱].

در ادامه به برخی مطالعات که در زمینه اثر نامنظمی پلان بر رفتار لرزه‌ای سازه انجام شده‌است، اشاره می‌شود. مگلیولو، مادالونی و پترون، در مقاله‌ای با عنوان اثر جهت زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح نامنظم در پلان، به بررسی یک سازه بتن مسلح چندطبقه با سه پلان نامنظم متفاوت پرداختند. این سازه‌ها تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی قرار

به‌عنوان مشکل این شیوه مقاومت‌سازی برش‌مرده و راهکارهایی را برای رفع این مشکل ارائه کرده‌اند [۶]. پینچرا و جیرسا در مقاله‌ای با عنوان پاسخ لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم شده با بادبندهای فولادی یا دیوارها، عملکرد لرزه‌ای طرح‌های مختلف مقاومت‌سازی را برای قاب‌های بتن مسلح غیرشکل‌پذیر در سه ساختمان نمونه مورد بررسی قرار دادند. طرح‌های مقاوم‌سازی شامل نصب بادبندهای پس‌کشیده، بادبندهای فولادی و یا دیوارهای پرکننده بتن مسلح بوده‌اند. در این پژوهش، از پنج زمین‌لرزه با ویژگی‌های زمین‌لرزه‌های بزرگ بر روی زمین‌های سخت و نرم برای تحلیل دینامیکی استفاده شده‌است. نتایج نشان می‌دهد که تنها یک راه‌حل وجود ندارد و طرح‌های مختلف مقاومت‌سازی می‌تواند برای رسیدن به عملکرد مناسب مورد استفاده قرار گیرند. به هر حال عملکرد رضایت‌بخش تنها برای طرح‌هایی حاصل شد که جابه‌جایی جانبی را در ترازهایی که در اعضای آن تراز، تحت بارهای ثقلی موجود، خرابی قابل توجهی به‌وجود نیامده‌است، کنترل کند [7]. ناطقی الهی در مقاله‌ای با عنوان مقاومت‌سازی لرزه‌ای ساختمان بتن مسلح هشت‌طبقه، گزارشی از مقاوم‌سازی واقعی را ارائه کرد. در این مقاله، پس از بررسی چند روش مقاوم‌سازی، روش مهاربندی فولادی قاب بتنی به‌عنوان مناسب‌ترین روش معرفی شد و مورد استفاده قرار گرفت. تحلیل ساختمان بادبندی شده نتایج خوبی را از کاهش تغییر مکان افقی نشان می‌دهد. جزئیات اتصال بادبندی به قاب استفاده شده در این مقاله، مختص ایران است و در مقالات دیگر مشاهده نشده‌است [8]. یوسف، غفارزاده و نه‌دی، دو سازه مشابه، یکی تقویت شده با سیستم مهاربندی و دیگری بدون آن را تحت دو چرخه بارگذاری جانبی مشابه قرار دادند. در حالی که سازه تقویت نشده نیز براساس آیین‌نامه‌های موجود طراحی و اجرا شده بود، اما باز هم نتایج حاکی از مقاومت بسیار بالاتر و شکل‌پذیری بیشتر سازه مقاوم‌سازی شده بود [9]. اداناسیادو مقاله‌ای با عنوان عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مسطح بتن‌آرمه نامنظم در ارتفاع ارائه



شکل ۲ پلان سازه شماره ۲

ساختمان‌های مورد مطالعه از نوع قاب خمشی بتن مسلح می‌باشند. از آن‌جا که بر طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، در ساختمان‌های بابت‌شتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یاسیستم دوگانه الزامی است و ساختمان‌های این پژوهش هم در حالت ۱۵ طبقه، ارتفاعی بیش از ۵۰ متر دارند، قاب خمشی بتن مسلح از نوع ویژه انتخاب شده است.

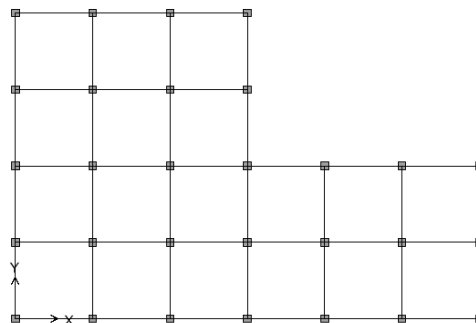
آیین‌نامه ۲۸۰۰ تصریح کرده است که در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه به دست آمده از روش استاتیکی معادل باشد، مقدار برش پایه روش طیفی باید با مقادیر مشخص شده در آیین‌نامه افزایش داده شود. در سازه‌های نامنظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند که این کار در نرم‌افزار انجام شد. به عنوان نمونه ضرایب هم‌پایه‌سازی در جهت x و y برابر $2/23$ و $2/28$ به دست آمدند. حال این ضرایب هم‌پایه‌سازی با ضرب شدن در مقدار $0/3434$ فوق، در نرم‌افزار اعمال می‌شود و با تحلیل مجدد می‌توان دید که مقادیر برش حاصل از روش استاتیکی و دینامیکی بسیار به هم نزدیک شده است.

طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰، از آن‌جا که ساختمان در پلان نامنظم است، در تحلیل‌های غیرخطی بایستی در هرامتداد 100% نیروها و تغییر مکان‌ها در جهت مورد

گرفتند. نتایج نشان داد که زاویه لرزه‌ای (جهت زلزله) به‌طور قابل ملاحظه‌ای بر پاسخ سازه تأثیر دارد. به طوری که زاویه لرزه‌ای بحرانی (زاویه‌ای که مقادیر پاسخ حداکثر را ایجاد می‌کند) باعث افزایش بیش از 37% درصدی مقادیر جابه‌جایی بام و چرخش مفاصل پلاستیک می‌شود [12]. پرادیپ و اوانویل در مقاله خود به بررسی اثر نامنظمی پلان بر رفتار لرزه‌ای سازه پرداختند. نتایج نشان داد که رفتار لرزه‌ای سازه تحت تأثیر شکل، سازه و هندسه کلی پلان می‌باشد. سازه‌هایی با اشکال ساده بهترین عملکرد را دارند و سازه‌هایی با اشکالی از قبیل U ، V و H بیشترین آسیب را متحمل شدند [13].

شرح مدل‌ها

در این قسمت ابتدا سازه‌های انتخابی تشریح می‌شوند و پس از طی روند تحلیل و طراحی سازه، سطح عملکرد سازه‌های اولیه (تقویت نشده) تعیین می‌شود. ساختمان شکل (۱) در حالت ۱۰ طبقه، $S1-10$ و در حالت ۱۵ طبقه، $S1-15$ نامیده می‌شود. هم‌چنین ساختمان شکل (۲) در حالت ۱۰ طبقه، $S2-10$ و در حالت ۱۵ طبقه، $S2-15$ نامیده می‌شود. پلان سازه شماره ۱ در شکل (۱) و پلان سازه شماره ۲ در شکل (۲) نشان داده شده است. همه دهانه‌ها ۵ متری و ارتفاع طبقات $3/2$ متر می‌باشد.



شکل ۱ پلان سازه شماره ۱

پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش روش‌های غیرخطی برای تیرهای بتن مسلح در جدول (۲) آمده‌است. هرچند برنامه به‌طور پیش‌فرض از میانگین مقادیر ۴ سطر اول این جدول استفاده می‌کند، لیکن مفصل مطابق جدول مذکور توسط برنامه اکسل به‌دقت محاسبه شده‌اند. مفصل پلاستیک ستون‌ها نیز مطابق جدول (۳) انتخاب می‌شود، که از نوع اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی برای اجزای بتنی است.

مدل رفتار غیرخطی لنگر - دوران نیز در این نوع مفصل منظور شده‌است. با توجه به استفاده از ضوابط شکل‌پذیری ویژه، شرایط مربوط به آرما تورهای عرضی در جدول برآورده می‌شود و ستون‌ها از لحاظ آرما تورگذاری عرضی، واجد شرایط می‌باشند. تمام اعضای قاب به‌دلیل باربری ثقلی و جانبی به‌عنوان اعضای اصلی شناخته می‌شوند.

بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰٪ تغییر مکان ناشی از زلزله درامتداد عمود بر آن در نظر گرفته‌شود. در واقع با ضرایب ۱ و ۰/۳ موجود در جدول (۱)، سازه هم‌زمان به ۱۰۰ درصد تغییر مکان هدف در یک جهت و ۳۰ درصد تغییر مکان هدف در جهت دیگر می‌رسد.

تحلیل استاتیکی غیرخطی

کلیات

برای تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها از مدل سه‌بعدی استفاده می‌شود. دیافراگم طبقات و گره اتصال تیر به ستون، به‌صورت صلب و یکپارچه در نظر گرفته می‌شود. رفتار غیرخطی سازه با تعریف مفصل پلاستیک در مدل اعمال می‌شود. مفصل پلاستیک خمشی در تیرها در سه موضع ابتدا، وسط و انتها پیش‌بینی شده‌است. برای ستوها نیز مفصل پلاستیک خمشی - محوری در ابتدا و انتهای آنها معرفی شده‌است.

جدول ۱ معرفی و نام‌گذاری ترکیبات بار برای تحلیل پش‌آور

| | | ضرایب بار | | | | |
|----------|------------------------------|----------------|------------|-----------|-----------|------|
| | | SPECTRUM X | SPECTRUM Y | UNIFORM X | UNIFORM Y | |
| جهت X | $Q_U = 0.9Q_D + Q_g$ | 0.9-PUSH 1-X | 1 | 0.3 | --- | --- |
| | | N-0.9-PUSH 1-X | -1 | -0.3 | --- | --- |
| | | 0.9-PUSH 2-X | --- | --- | 1 | 0.3 |
| | | N-0.9-PUSH 2-X | --- | --- | -1 | -0.3 |
| | $Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$ | 1.1-PUSH 1-X | 1 | 0.3 | --- | --- |
| | | N-1.1-PUSH 1-X | -1 | -0.3 | --- | --- |
| | | 0.9-PUSH 2-X | --- | --- | 1 | 0.3 |
| | | N-1.1-PUSH 2-X | --- | --- | -1 | -0.3 |
| جهت Y | $Q_U = 0.9Q_D + Q_g$ | 0.9-PUSH 1-Y | 1 | 0.3 | --- | --- |
| | | N-0.9-PUSH 1-Y | -1 | -0.3 | --- | --- |
| | | 0.9-PUSH 2-Y | --- | --- | 1 | 0.3 |
| | | N-0.9-PUSH 2-Y | --- | --- | -1 | -0.3 |
| | $Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$ | 1.1-PUSH 1-Y | 1 | 0.3 | --- | --- |
| | | N-1.1-PUSH 1-Y | -1 | -0.3 | --- | --- |
| | | 0.9-PUSH 2-Y | --- | --- | 1 | 0.3 |
| | | N-1.1-PUSH 2-Y | --- | --- | -1 | -0.3 |

جدول ۲ پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش روش‌های غیرخطی، تیرهای بتن مسلح [7]

| تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند | | | a | b | c | IO | LS | CP |
|-----------------------------------|--------------|--|-------|-------|-----|--------|-------|-------|
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$ | آرماتور عرضی | $\frac{v}{b_w d \sqrt{f_c}} \leq 3,77$ | | | | | | |
| ≤ 0.0 | NC | ≤ 3 | 0.02 | 0.03 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.02 |
| ≤ 0.0 | NC | ≥ 6 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.01 |
| ≥ 0.5 | NC | ≤ 3 | 0.01 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.01 | 0.01 |
| ≥ 0.5 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.01 | 0.2 | 0.0015 | 0.005 | 0.005 |

جدول ۳ پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش روش‌های غیرخطی، ستون‌های بتن مسلح [7]

| ستون‌هایی که با خمش کنترل می‌شوند | | | a | b | c | IO | LS | CP |
|-----------------------------------|--------------|--|-------|-------|-----|-------|-------|-------|
| $\frac{P}{A_g f_c}$ | آرماتور عرضی | $\frac{v}{b_w d \sqrt{f_c}} \leq 3,77$ | | | | | | |
| ≤ 0.1 | NC | ≤ 3 | 0.006 | 0.015 | 0.2 | 0.005 | 0.005 | 0.006 |
| ≤ 0.1 | NC | ≥ 6 | 0.005 | 0.012 | 0.2 | 0.005 | 0.004 | 0.005 |
| ≥ 0.4 | NC | ≤ 3 | 0.003 | 0.01 | 0.2 | 0.002 | 0.002 | 0.003 |
| ≥ 0.4 | NC | ≥ 6 | 0.002 | 0.008 | 0.2 | 0.002 | 0.002 | 0.002 |

توزیع بار جانبی باید استفاده شود. در توزیع نوع اول و با توجه به این که تمامی مدل‌های پژوهش دارای زمان تناوب بیش از ۱ ثانیه هستند، از توزیع متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می‌شود. در توزیع نوع دوم نیز توزیع یکنواخت بار جانبی انتخاب می‌شود.

در توزیع نوع اول مطابق جدول (۴)، از تفاضل برش هر دو طبقه متوالی، مقادیر نیروی توزیع شده طبقات به دست می‌آید. در توزیع نوع دوم که توزیع یکنواخت نام دارد نیز مطابق جدول (۵)، نیروی $V=CW$ به نسبت وزن طبقات بین آنها توزیع می‌شود. این جداول به‌عنوان نمونه برای مدل S1-10 آورده شده‌اند.

پیش‌تحلیل بار افزون با بارهای ثقلی

در سازه‌هایی که به‌صورت غیرخطی مدل شده‌اند، در هر ترکیب و به دلیل عدم صحت اصل جمع آثار قوا، باید تحلیل از ابتدا و جداگانه انجام پذیرد. بدین جهت ابتدا بارهای ثقلی بر سازه اعمال می‌شود و سپس بارهای جانبی به‌مرور اعمال می‌گردد. بارهای ثقلی با کرانه بالا و پایین مطابق ذیل است که در آن Q_D و Q_L نمایانگر بار مرده و بار زنده براساس مبحث ششم می‌باشند.

$$Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$$

$$Q_U = 0.9Q_D + Q \quad (1)$$

توزیع بار جانبی

در تحلیل به روش استاتیکی غیرخطی، حداقل دو نوع

جدول ۴ الگوی توزیع بار جانبی نوع اول

| نیروی توزیع | برش طبقه | طبقه |
|-------------|----------|------------------|
| 13185.23 | 13185.23 | Dome roof |
| 66839.2 | 80024.43 | 10 |
| 43016.37 | 1230408 | 9 |
| 33853.2 | 156894 | 8 |
| 27361.4 | 184255.4 | 7 |
| 25615.2 | 209870.6 | 6 |
| 22693.4 | 232564 | 5 |
| 19982.1 | 252546.1 | 4 |
| 17761.5 | 270307.6 | 3 |
| 14912.9 | 285220.5 | 2 |
| 8378.1 | 293598.6 | 1 |

جدول ۵ الگوی توزیع بار جانبی نوع دوم

| نیروی توزیع | جرم طبقه | طبقه |
|-------------|-----------|------------------|
| 2955.995 | 5478.6241 | Dome roof |
| 32362.84 | 59981.096 | 10 |
| 32132.41 | 59554.016 | 9 |
| 32132.41 | 59554.016 | 8 |
| 32305.88 | 59875.537 | 7 |
| 34440.67 | 63832.131 | 6 |
| 34605.56 | 64137.755 | 5 |
| 34830.32 | 64554.319 | 4 |
| 35320.62 | 65463.042 | 3 |
| 35934.08 | 66600.017 | 2 |
| 36087.21 | 66883.832 | 1 |

تغییر مکان به برش پایه سازه به دست می‌آید. بر اساس منحنی مذکور رفتار دوخطی سازه به دست می‌آید. سپس برای تعیین نقطه عملکرد سازه بر اساس روش ظرفیت، منحنی ظرفیت (پوش‌آور) و منحنی طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۰.۵٪ با توجه به یک‌سری روابط به منحنی‌هایی بر اساس مختصات جابه‌جایی طیفی (S_d) و شتاب طیفی (S_a) تبدیل می‌شوند. از تلاقی این دو منحنی طیف پاسخ الاستیک بر اساس شتاب طیفی - پیرو و منحنی ظرفیت بر اساس برش پایه تغییر مکان نقطه عملکرد سازه به دست می‌آید. پس از به دست آوردن نقطه عملکرد سازه در پوش‌های مختلف، تغییر مکان هدف سازه به دست می‌آید. منظور از PUSH-1 توزیع بار جانبی نوع اول و منظور از PUSH-2 توزیع بار جانبی نوع دوم می‌باشد. رابطه پیشنهادی آیین‌نامه برای محاسبه تغییر مکان هدف به صورت زیر است:

$$\delta_i = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2)$$

ضمناً به علت عدم تقارن سازه، بایستی نیروهای جانبی به‌طور جداگانه در دو جهت X و Y اعمال شوند. طبق دستورالعمل به‌سازی، رابطه بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییر مکان حداقل ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف ثبت شود. همچنین مرکز جرم بام به‌عنوان نقطه کنترل تغییر مکان سازه انتخاب می‌گردد.

هدف به‌سازی

هدف به‌سازی، سطح عملکرد مطلوب و مورد نظر ما در هنگام وقوع یک زلزله شدید است و از مجموعه‌ای از سطوح خطر و سطوح عملکرد تشکیل می‌شود. در این جا با توجه به کاربری سازه و تطبیق با آیین‌نامه ۲۸۰۰، هدف به‌سازی، به‌سازی مبنا در نظر گرفته می‌شود که در آن انتظار می‌رود تحت زلزله سطح خطر ۱، ایمنی جانی ساکنین تأمین شود.

تغییر مکان هدف

خلاصه‌ای از تعیین تغییر مکان هدف برای سازه S1-10 در جدول (۶) آورده شده است. پارامترهای C_i به‌طور مشروح در دستورالعمل به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تعریف شده‌اند و مقادیر آنها با توجه به ویژگی‌های سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش بر اساس جداول آیین‌نامه انتخاب شده است. ابتدا با استفاده از روابط ارائه شده در آیین‌نامه به‌سازی، تغییر مکان هدف برای هر سازه در سطح خطر ۱ در پوش - های مختلف تعیین شده است. پس از اتمام تعریف عناصر و اجزای مدل غیرخطی، تحلیل اولیه غیرخطی با محاسبه تغییر مکان اولیه انجام می‌شود و منحنی

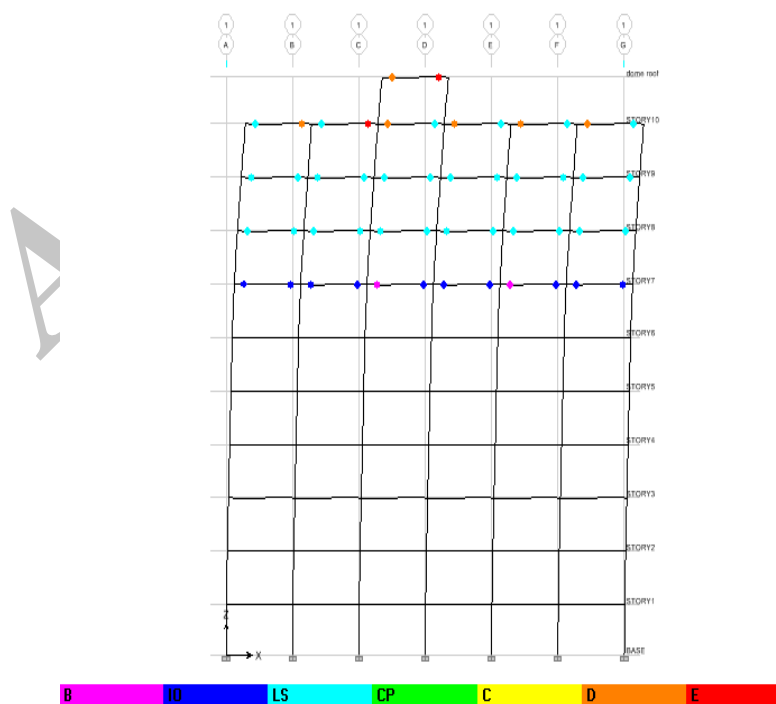
نتایج تحلیل مدل اولیه (مقاوم‌نشده)

در تحلیل استاتیکی غیرخطی و پس از شروع تحلیل رانشی، اعمال بار جانبی تا جایی ادامه دارد که تغییر مکان بام به مقدار ازپیش تعیین‌شده برسد و یا این‌که قبل از رسیدن به این تغییر مکان، سازه فرو ریزد. در ادامه نتایج تحلیل برای سازه S1-10 تحت بارگذاری جانبی نوع اولو در جهت X (سطر سوم از جدول (۶) با تغییر مکان هدف ۰/۳۴۹۶۸) در جدول (۷) و شکل (۳) آورده شده‌است.

در تمامی مدل‌ها تیرها وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند. اکثر مفاصل ایجادشده در تیرها در محدوده مربوط به ایمنی جانی (LS) قرار می‌گیرند؛ لیکن در مواردی نیز این مفاصل در محدوده مربوط به ناپایداری و آستانه فروریزش (CP) قرار می‌گیرند. به‌جز ستون‌های طبقه اول که در بعضی موارد وارد ناحیه IO می‌شوند، در سایر طبقات، ستون‌ها وارد ناحیه غیرخطی نمی‌شوند.

جدول ۶ تعیین تغییر مکان‌های هدف برای تحلیل بار افزون برای سازه S1-10

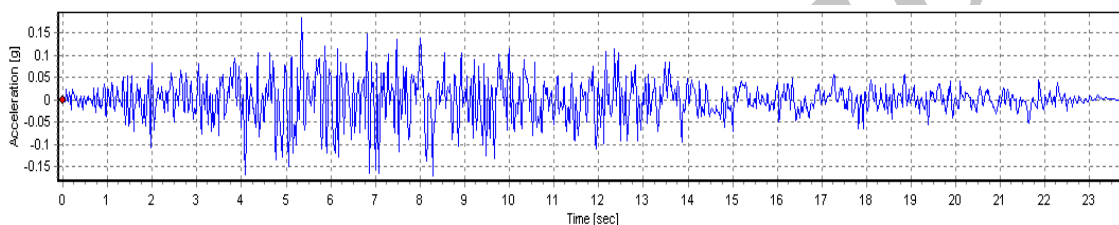
| | | | C_{01} | C_{02} | C_1 | C_2 | C_3 | T_e | B | S_a | δ_T | |
|---------------|-------|------------------------------|----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------------|----------|
| سازه S1-10 | جهت X | $Q_U = 0.9Q_D + Q_L$ | PUSH-1 | 1.3 | --- | 1 | 1 | 1 | 2.897 | 0.775 | 0.128 | 0.347045 |
| | | | PUSH-2 | --- | 1.2 | 1 | 1 | 1 | 2.438 | 0.869 | 0.164 | 0.290688 |
| | | $Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$ | PUSH-1 | 1.3 | --- | 1 | 1 | 1 | 2.931 | 0.769 | 0.126 | 0.349688 |
| | | | PUSH-2 | --- | 1.2 | 1 | 1 | 1 | 2.464 | 0.863 | 0.162 | 0.2933 |
| | جهت Y | $Q_U = 0.9Q_D + Q_g$ | PUSH-1 | 1.3 | --- | 1 | 1 | 1 | 1.764 | 1.078 | 0.154 | 0.154809 |
| | | | PUSH-2 | --- | 1.2 | 1 | 1 | 1 | 1.595 | 1.153 | 0.23 | 0.174488 |
| | | $Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$ | PUSH-1 | 1.3 | --- | 1 | 1 | 1 | 1.633 | 1.135 | 0.154 | 0.13267 |
| | | | PUSH-2 | --- | 1.2 | 1 | 1 | 1 | 1.536 | 1.183 | 0.226 | 0.159004 |



شکل ۳ الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک

جدول ۷ وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد

| Step | Displacement | Base Force | A-B | B-IO | IO-LS | LS-CP | CP-C | C-D | D-E | >E | TOTAL |
|------|--------------|-------------|------|------|-------|-------|------|-----|-----|----|-------|
| 0 | -7.893E-04 | 0.0000 | 1516 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 1 | 0.0517 | 78815.9297 | 1516 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 2 | 0.1042 | 157631.9219 | 1516 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 3 | 0.1567 | 236447.9688 | 1516 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 4 | 0.2092 | 315264.0938 | 1516 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 5 | 0.2617 | 394080.2500 | 1502 | 14 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 6 | 0.3128 | 470718.2188 | 1387 | 129 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 7 | 0.3415 | 499900.7813 | 1353 | 46 | 117 | 8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 8 | 0.4055 | 530860.5625 | 1320 | 42 | 6 | 148 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |
| 9 | 0.4967 | 558129.8750 | 1320 | 28 | 20 | 146 | 0 | 2 | 0 | 0 | 1516 |
| 10 | 0.5054 | 560535.8125 | 1320 | 28 | 20 | 135 | 0 | 0 | 10 | 3 | 1516 |
| 11 | 0.3520 | 324990.3125 | 1516 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1516 |



شکل ۴ شتاب‌نگاشت زلزله طیس در جهت x

ساختگاه، ویژگی‌های زمین‌شناسی و تکتونیکی و لایه‌های آبرفت باشد و سازگاری آنها برحسب مورد با طیف طرح یا طیف زلزله حداکثر نیز تأمین شود. چون سازه‌های مورد بررسی در این مقاله نامنظم هستند، لازم است تحلیل به صورت ارتجاعی سه‌بعدی انجام شود.

در این پژوهش شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده مربوط به زلزله‌های طیس، Landers, Northridge, Kobe, Kocaeli و Loma prieta است که به‌طور مثال شتاب‌نگاشت طیس در جهت X در شکل (۴) مشاهده می‌شود. بزرگای زمین‌لرزه‌های انتخاب‌شده به ترتیب برابر با ۷/۴، ۶/۷، ۷/۳، ۶/۸، ۷/۴ و ۶/۹ می‌باشد.

شتاب‌نگاشت‌ها توسط نرم‌افزار SeismoSignal آماده و ورود به نرم‌افزار ETABS می‌شوند. مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران، هر زوج شتاب‌نگاشت باید به‌طور هم‌زمان در دو جهت عمود بر یکدیگر به سازه اعمال شوند.

هم‌چنین باید در مرحله بعدی راستای اعمال هر شتاب‌نگاشت تغییر کند و از میان این دو حالت تحلیل،

با بررسی نتایج جداول فوق و با توجه به این‌که قبل از این‌که سازه به تغییر مکان هدف برسد، مفاصل پلاستیک در سطح عملکرد ایمنی جانی در سازه ایجاد شده‌اند، هم‌چنین با توجه به حفظ مقاومت ستون‌ها، ایجاد مفاصل پلاستیک در تیرها در قسمت وسیعی از سازه‌ها و تا حدودی تغییر شکل‌های ماندگار در سازه‌ها، می‌توان گفت سازه‌های مورد بررسی در سطح خطر زلزله طرح مورد نظر استاندارد ۲۸۰۰، هدف مطلوب را که حفظ ایمنی جانی است محقق نمی‌سازند. لذا برای رسیدن به عملکردی بالاتر، اعمال برنامه مقاوم‌سازی قابل بررسی است.

تحلیل دینامیکی غیرخطی

مقدمات و تحلیل

در این روش، سازه تحت تعدادی شتاب‌نگاشت ثبت‌شده یا شبیه‌سازی‌شده تحلیل می‌شود. شتاب‌نگاشت‌ها باید هم‌سنگ با سازوکار گسیختگی چشمه لرزه‌ها، بزرگای نظیر زلزله، فاصله کانون زلزله تا

$$THTABAS1 = TABAS1 + 0.3TABAS2$$

$$THTABAS2 = TABAS2 + 0.3TABAS1 \quad (1)$$

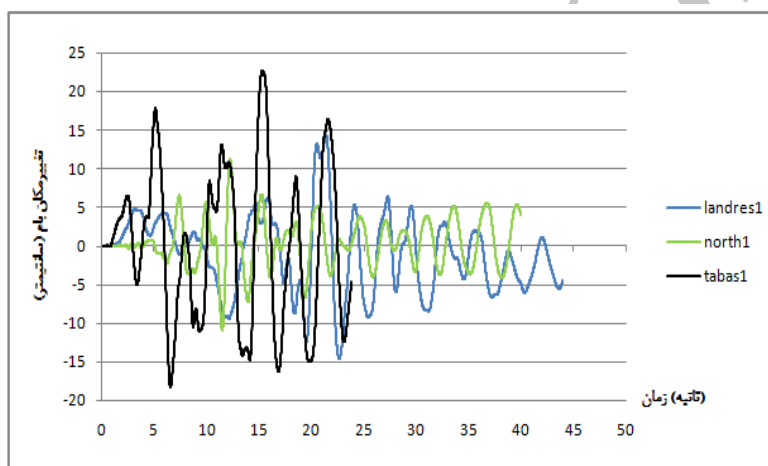
ارزیابی سازه در روش دینامیکی غیرخطی

در یک تحلیل غیرخطی از مدل سه‌بعدی حجم بسیار زیادی از نتایج در هر گام زمانی حاصل می‌شود. با توجه به حجم زیاد و تعدد داده‌ها، تنظیم صحیح معیارهای پذیرش نرم‌افزار در جهت افزایش دقت در جواب‌ها، حائز اهمیت ویژه‌ای است. در شکل‌های (۵)، (۶)، (۷) و (۸) پاسخ تغییرشکل سازه S1-10 تحت زلزله‌های ذکر شده مشاهده می‌شود.

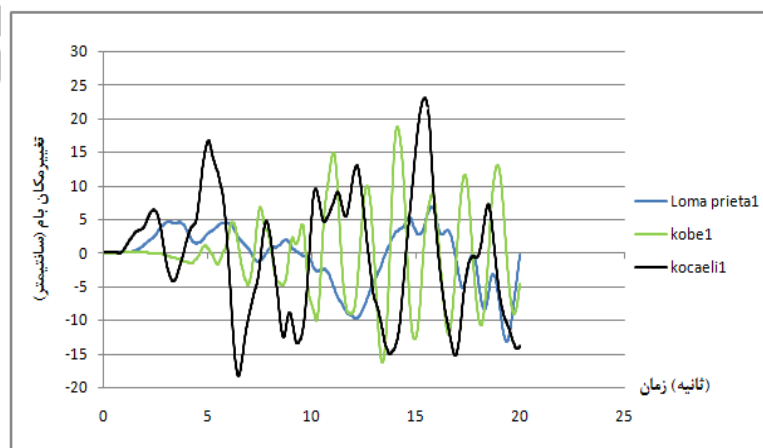
بحرانی‌ترین حالت انتخاب شود.

مثلاً برای زلزله طبس دو حالت تحلیل در نظر گرفته می‌شود و با نام‌های TABAS1 و TABAS2 به نرم‌افزار معرفی می‌شود.

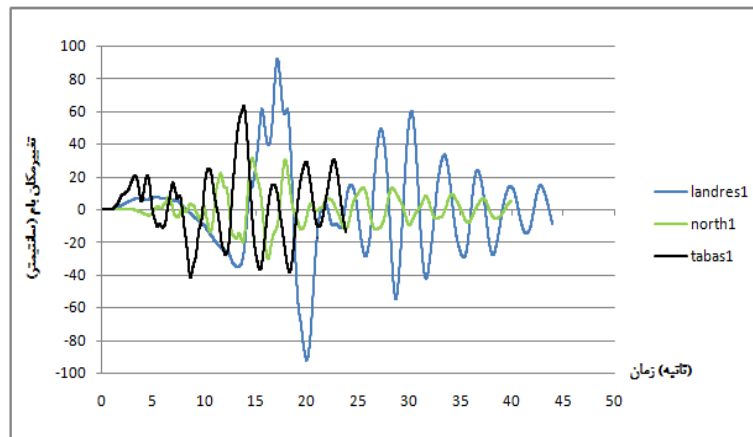
با توجه به نامنظم بودن سازه، مطابق آیین‌نامه، امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله می‌توان ۱۰۰ درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب نمود. به‌عنوان مثال برای زلزله طبس، دو ترکیب بار زیر به نرم‌افزار معرفی می‌شود:



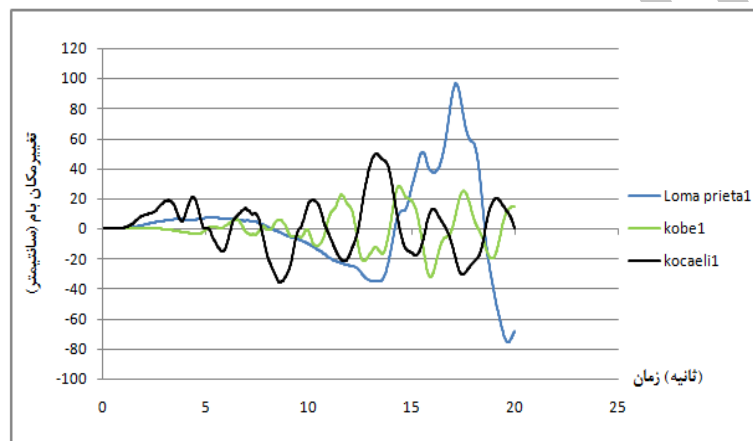
شکل ۵ پاسخ تغییرشکل سازه در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ۶ پاسخ تغییرشکل سازه در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم



شکل ۷ پاسخ تغییر شکل سازه در جهت y تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ۸ پاسخ تغییر شکل سازه در جهت y تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم

صورت گسترده در تیرها ایجاد می‌شود. در سازه‌ها نمونه‌ای از شکست ترد و عدم کفایت مقطع در تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو مشاهده نشد. در مدل‌ها تقدم تشکیل مفاصل در تیرها به ستون‌ها مشاهده می‌گردد که مؤید ایجاد مکانیسم تیر ضعیف-ستون قوی می‌باشد که مکانیسم لازم برای جلوگیری از فروریزش سازه است. بنابراین با توجه به ورود تیرها به مرحله فروریزش، انتخاب محدوده عملکرد پایین‌تر از آن برای کل سازه مناسب به نظر می‌رسد. بنا بر تعریف، در محدوده آستانه فروریزش، اعضای مهم سیستم قادر می‌باشند تا مقاومت ثقیلی لازم را تأمین کنند، اما سازه در آستانه وقوع فروریزش کلی می‌باشد. هم‌چنین

تعیین سطح عملکرد کلی سازه با تحلیل دینامیکی غیرخطی

علی‌رغم تطابق نسبی نتایج تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با استاتیکی، به دلیل این‌که در روش غیرخطی دینامیکی، ماکزیمم نتایج ملاک می‌باشد، به‌طور کلی نتایج این روش اعم از تغییر مکان و دوران، بیشتر از روش استاتیکی غیرخطی می‌باشد. در مقایسه شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده، در اکثر موارد زلزله نورتریج پاسخ‌های کمتر و رفتار غیرخطی کمتری در سازه ایجاد کرده است. اما در زلزله طیس و لندرس به علت محتوای فرکانسی شدیدتر و انرژی بیشتر، رفتار غیرخطی سازه بیشتر می‌شود و مفاصل پلاستیک به-

۰/۱۶۶) در جدول (۹) و شکل (۹) آورده شده است. با توجه به بررسی‌های انجام شده، همه مدل‌ها پس از مقاوم‌سازی با مهاربند فولادی ارتقای سطح عملکرد می‌یابند و سطح عملکرد ایمنی جانی را تأمین می‌نمایند. در جدول (۹) نیز مشاهده می‌شود که در محدوده مربوط به ایمنی جانی، مفاصل پلاستیک تشکیل نشده‌اند.

نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی برای مدل مقاوم شده

با استفاده از شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های ذکر شده، سازه‌های مقاوم شده مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار می‌گیرند. ماکزیمم مقادیر حاصل در این مرحله، کاهش چشم‌گیری را نسبت به پاسخ‌های حالت اولیه (مقاوم نشده) نشان می‌دهد. در شکل‌های (۱۰)، (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) پاسخ تغییرشکل سازه S1-10 مقاوم شده تحت زلزله‌های طیس، نورتریج، لندرس، کوبه، کوکائلی و لوما پریتا مشاهده می‌شود.

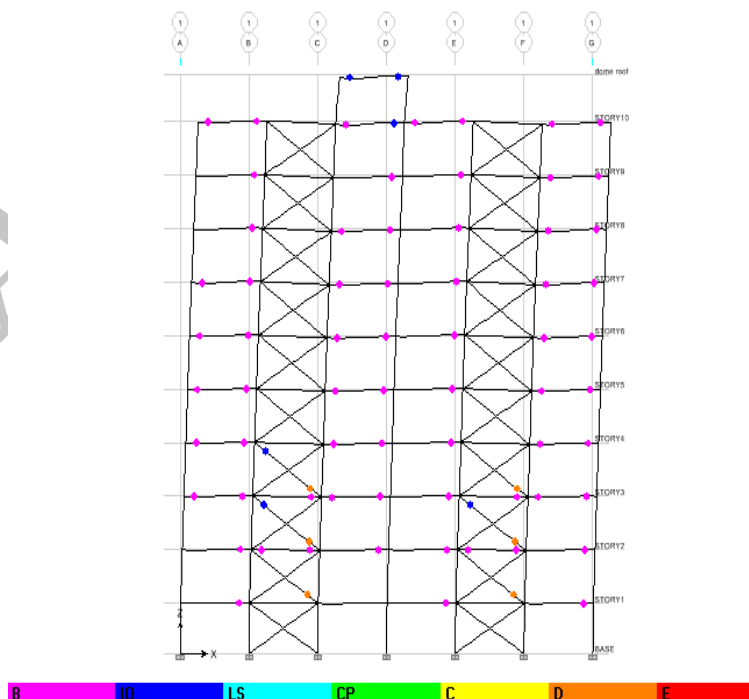
تغییر مکان‌های بزرگ و دائمی در این محدوده پیش‌بینی شده‌اند که در مدل‌های مختلف این پژوهش نیز مشاهده شده است.

بنابراین همانند روش استاتیکی غیرخطی، سطح عملکرد انتخابی آستانه فروریزش می‌باشد.

نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای مدل مقاوم شده

برای سازه‌های مقاوم شده نیز مراحل ابتدایی همانند سازه‌های تقویت نشده انجام می‌شود. ضرایب هم‌پایه‌سازی و توزیع بار جانبی نوع اول و دوم مجدداً به دست می‌آید. همچنین با توجه به تغییر مشخصات مودی و پریودهای اصلی سازه به وسیله مهاربندهای فولادی، می‌بایست تغییر مکان هدف هر سازه مجدداً تعیین گردد (جدول ۸).

در ادامه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سازه مقاوم شده S1-10 تحت بارگذاری جانبی نوع اول و در جهت X (سطر سوم از جدول ۸) با تغییر مکان هدف



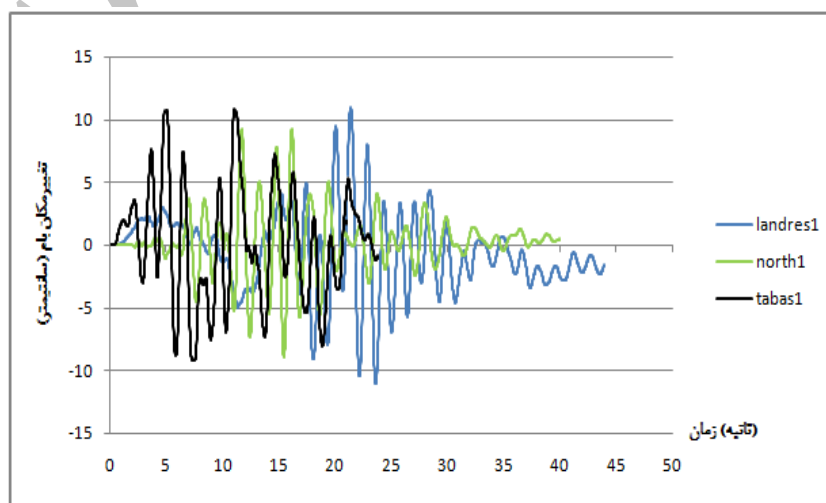
شکل ۹ الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک سازه مقاوم شده

جدول ۸ تعیین تغییر مکان‌های هدف برای تحلیل بار افزون برای سازه مقاوم شده

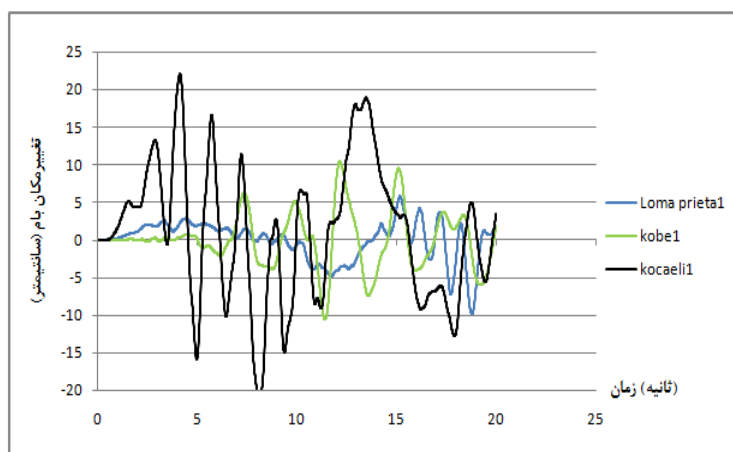
| | | | C_{01} | C_{02} | C_1 | C_2 | C_3 | T_e | B | S_a | δ_T | |
|----------------------------|-------|------------------------------|----------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------------|-------|
| سازه S1-10 مقاوم شده | جهت X | $Q_U = 0.9Q_D + Q_L$ | PUSH-1 | 1.3 | --- | 1 | 1 | 1 | 1.407 | 1.254 | 0.258 | 0.165 |
| | | | PUSH-2 | --- | 1.2 | 1 | 1 | 1 | 1.182 | 1.408 | 0.313 | 0.130 |
| | | $Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$ | PUSH-1 | 1.3 | --- | 1 | 1 | 1 | 1.41 | 1.252 | 0.259 | 0.166 |
| | | | PUSH-2 | --- | 1.2 | 1 | 1 | 1 | 1.185 | 1.406 | 0.314 | 0.131 |
| | جهت Y | $Q_U = 0.9Q_D + Q_g$ | PUSH-1 | 1.3 | --- | 1 | 1 | 1 | 1.818 | 1.057 | 0.22 | 0.235 |
| | | | PUSH-2 | --- | 1.2 | 1 | 1 | 1 | 1.516 | 1.193 | 0.259 | 0.178 |
| | | $Q_U = 1.1(Q_D + Q_L) + Q_g$ | PUSH-1 | 1.3 | --- | 1 | 1 | 1 | 1.792 | 1.067 | 0.223 | 0.231 |
| | | | PUSH-2 | --- | 1.2 | 1 | 1 | 1 | 1.526 | 1.188 | 0.26 | 0.181 |

جدول ۹ وضعیت تشکیل مفاصل پلاستیک و سطح عملکرد سازه مقاوم شده

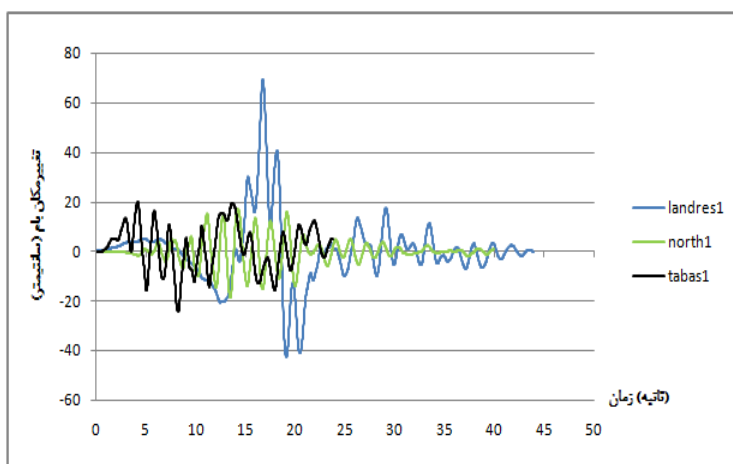
| | Displacement | Base Force | A-B | B-IO | IO-LS | LS-CP | CP-C | C-D | D-E | >E | TOTAL |
|----|--------------|-------------|------|------|-------|-------|------|-----|-----|----|-------|
| 0 | -1.124E-04 | 0.0000 | 1876 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1876 |
| 1 | 0.0248 | 169605.4063 | 1876 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1876 |
| 2 | 0.0497 | 339211.3438 | 1873 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1876 |
| 3 | 0.0691 | 471716.4063 | 1819 | 57 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1876 |
| 4 | 0.0946 | 641244.3750 | 1789 | 83 | 2 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 1876 |
| 5 | 0.1001 | 675291.7500 | 1787 | 83 | 3 | 0 | 0 | 0 | 3 | 0 | 1876 |
| 6 | 0.1001 | 666171.1875 | 1782 | 86 | 4 | 0 | 0 | 1 | 3 | 0 | 1876 |
| 7 | 0.1023 | 680433.3125 | 1780 | 86 | 5 | 0 | 0 | 0 | 5 | 0 | 1876 |
| 8 | 0.1023 | 673366.9375 | 1726 | 135 | 8 | 0 | 0 | 2 | 5 | 0 | 1876 |
| 9 | 0.1120 | 730070.7500 | 1710 | 146 | 10 | 0 | 0 | 0 | 10 | 0 | 1876 |
| 10 | 0.1120 | 712565.0625 | 1662 | 191 | 12 | 0 | 0 | 1 | 10 | 0 | 1876 |
| 11 | 0.1193 | 754438.7500 | 1646 | 203 | 14 | 0 | 0 | 0 | 13 | 0 | 1876 |
| 12 | 0.1193 | 743630.0000 | 1645 | 204 | 13 | 0 | 0 | 1 | 13 | 0 | 1876 |
| 13 | 0.1198 | 746609.0000 | 1643 | 204 | 14 | 0 | 0 | 1 | 14 | 0 | 1876 |



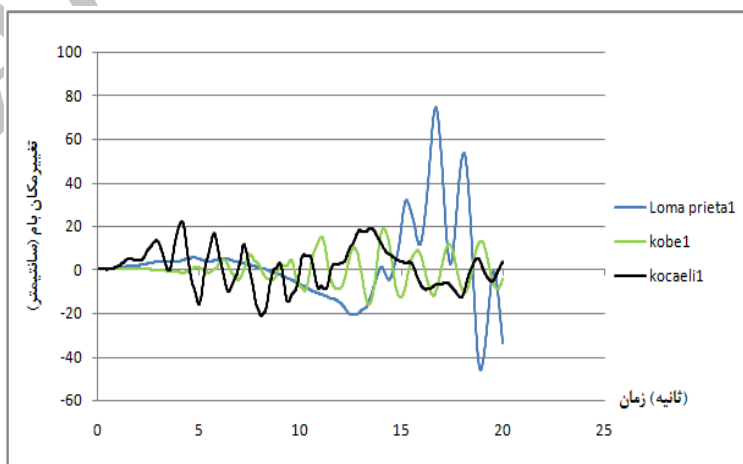
شکل ۱۰ پاسخ تغییر شکل سازه مقاوم شده در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ۱۱ پاسخ تغییر شکل سازه مقاوم شده در جهت x تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم



شکل ۱۲ پاسخ تغییر شکل سازه مقاوم شده در جهت y تحت حالت تحلیل نوع ۱، تحت سه شتاب‌نگاشت اول



شکل ۱۳ پاسخ تغییر شکل سازه در جهت y تحت حالت تحلیل نوع ۲، تحت سه شتاب‌نگاشت دوم

مقایسه اثر زلزله‌های حوزه نزدیک و دور

رکورد‌های ثبت شده از زمین لرزه‌های اخیر نشان می‌دهد که زلزله‌های حوزه نزدیک دارای ویژگی‌های متفاوتی نسبت به زلزله‌های حوزه دور می‌باشند. شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده در این تحقیق از هر دو نوع دور و نزدیک انتخاب شده‌اند تا نتایج آنها قابل مقایسه باشد. شتاب‌نگاشت‌های مربوط به زلزله‌های طیس، نورتریج، لندرس و کوبه از نوع حوزه نزدیک و شتاب‌نگاشت‌های کوکائلی (ایستگاه بوسا تفساس) و لوما پریتا (ایستگاه CDMG 58224) مربوط به حوزه دور می‌باشند. همان‌طور که قبلاً گفته شد، سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش با دو پلان مختلف و در دو حالت ۱۰ و ۱۵ طبقه مدل شده‌اند. با مقایسه مقادیر تغییر مکان‌ها و برش پایه این چهار سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های ذکر شده، نتایج زیر به دست آمد:

۱. تحت زلزله‌های نزدیک گسل، سازه‌های ۱۵ طبقه نسبت به سازه ۱۰ طبقه نظیر خود، تغییر مکان‌های بزرگ‌تری داشتند. با توجه به این که زلزله‌های حوزه نزدیک دارای پیروید بیشتری نسبت به پیروید شتاب زلزله‌های دور می‌باشند و سازه‌های ۱۵ طبقه نیز پیروید بلندتری نسبت به سازه ۱۰ طبقه نظیر خود دارند، این نتیجه متصور بود. ضمناً لازم است که برای طراحی سازه‌های با پیروید بالا که در نزدیکی گسل ساخته می‌شوند، ملاحظات ویژه‌ای لحاظ گردد.

۲. جابه‌جایی‌های هر سازه در اثر زلزله‌های حوزه نزدیک در مواردی حدود ۲۵ درصد بیشتر و جابه‌جایی‌های ناشی از زلزله‌های حوزه دور در مواردی حدود ۱۵ درصد کمتر از زلزله طرح است. البته با توجه به تعداد محدود سازه‌های تحلیل شده نمی‌توان ادعا کرد که در صورت استفاده از آیین‌نامه 2800، ایمنی سازه‌ها در حوزه نزدیک به دلیل بروز جابه‌جایی‌های بیشتر به خطر می‌افتد، اما انجام بررسی‌ها و مطالعات بیشتر بی‌فایده نخواهد بود.

۳. برای هر سازه، مقدار برش پایه تحت زلزله‌های

حوزه نزدیک بیشتر از مقدار آن در اثر زلزله‌های حوزه دور بود. ضمناً در سازه‌های ۱۰ طبقه که پیروید کمتری نسبت به سازه‌های ۱۵ طبقه متناظر خود دارند، مقدار اختلاف در مقادیر برش پایه هر سازه در اثر زلزله‌های نزدیک گسل و دور از گسل، عدد بزرگ‌تری بود.

مقایسه و نتیجه‌گیری

۱. نصب مهاربند بر روی سازه باعث افزایش سختی و کاهش زمان تناوب سازه می‌شود. این افزایش سختی و کاهش زمان تناوب باعث افزایش برش پایه در سازه می‌شود. ولی به علت رفتار سازه‌ای مناسب با استفاده از سیستم دوگانه، سطح عملکرد کلیه مدل‌ها ارتقا پیدا می‌کند.

۲. افزودن مهاربندهای فولادی به قاب‌های بتنی، بارهای خمشی وارد بر ستون‌ها را محوری می‌کند، لذا نسبت تنش‌ها را در آنها به کمتر از یک تقلیل می‌دهد. محوری شدن بارهای لرزه‌ای علاوه بر کاهش نسبت تنش‌ها در ستون‌ها به تنش مجاز، سبب انتقال مفاصل پلاستیک از ستون‌ها به تیرها شده است. لذا بیش از ۸۰٪ ستون‌ها در این شیوه مقاوم‌سازی از خسارت مصون ماندند.

۳. با مقایسه عملکرد تیرها و ستون‌های سازه‌ها مشاهده می‌شود که در سازه مقاوم‌سازی شده توسط مهاربند فولادی، مفاصل پلاستیک کمتری در تیرها و ستون‌ها تشکیل شده‌اند و سازه وضعیت بهتری خواهد داشت.

۴. با مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مشاهده می‌شود که سازه‌های بتنی با بادبند ظرفیت برشی بیشتری را از سازه‌های بتنی بدون بادبند ارائه می‌دهند و ظرفیت سازه را بالا می‌برند. به عنوان نمونه برای سازه S2-10 نمودار برش پایه بر حسب جابه‌جایی، تحت یکی از بارهای وارد در جدول (۱)، قبل و بعد از مقاوم‌سازی در شکل (۱۴) رسم شده است.

۵. در سازه‌های مهاربندی شده، تغییر مکان هدف سازه نسبت به سازه بتنی بدون مهاربند کاهش می‌یابد و به

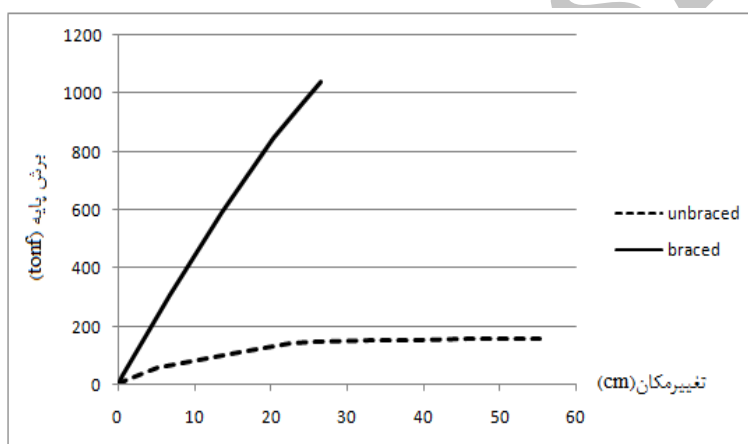
کاهش قابل توجه عملکرد سازه نمی‌شود، لیکن چاره‌اندیشی برای حذف آن، بهبود نتایج را دربر خواهد داشت.

۸. مقادیر تغییرشکل‌های نسبی طبقات، به‌خصوص در سازه‌های ۱۰ طبقه کاهش چشمگیری داشته و بسیار منظم‌تر شده‌است. سازه یکپارچه‌تر عمل می‌کند و تغییرشکل‌های ناگهانی مشاهده نمی‌شود. در سازه‌های ۱۵ طبقه، تحت برخی ترکیب بارها، تغییرشکل‌ها در طبقات میانی در سازه مهاربندی شده بیش از سازه اولیه شده‌است. به‌عنوان نمونه تغییرمکان طبقات سازه S2-15 تحت یکی از بارهای وارد در جدول (۱) در شکل (۱۵) آمده‌است.

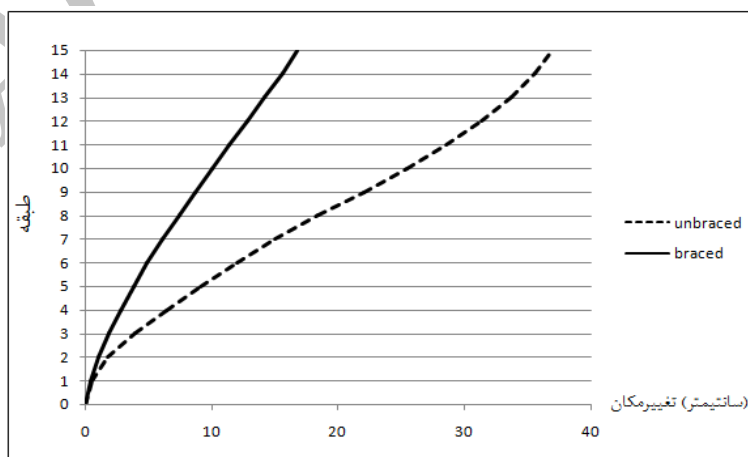
خوبی مزیت استفاده از سیستم دوگانه و اندرکنش قاب خمشی و مهاربندی قابل ملاحظه است.

۶. با مقایسه منحنی‌های نیرو- تغییرمکان برای مدل‌های مختلف مشاهده می‌شود که در تمامی آنها توزیع نوع دوم بار جانبی (متناسب با وزن هر طبقه) نسبت به توزیع نوع اول بار جانبی (متناسب با نیروی جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی)، برش‌های پایه بالاتری را ایجاد کرده‌است.

۷. روند تشکیل مفاصل در سازه‌های تقویت‌شده نشان داد استفاده از بادبند فولادی موجب اعمال نیروی اضافی به قاب در طبقات فوقانی و ایجاد مفاصل خمیری در تیرها می‌شود. هرچند این عامل موجب



شکل ۱۴ مقایسه منحنی پوش‌آور S2-10 تحت بار 1.1-PUSH 2-Y، قبل و بعد از مقاوم‌سازی



شکل ۱۵ تغییرمکان طبقات S2-15 تحت بار 0.9-PUSH 1-X

مراجع

۱. تسنیمی، عباسعلی، «مقاوم سازی قاب های بتن مسلح به کمک بادبندهای فولادی»، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، (۱۳۷۹).
2. Sugano, S., "Study of the Seismic Behavior for Retrofitted Reinforced Concrete Building", Proceeding ASCE, 89 structures Congr. Sanfrancisco, CA, U.S.A, (1989).
3. Badoux, M; Jirsa, J., "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", *Journal of Structrual Engineering, ASCE*, pp. 55-74, (1990).
4. Yamamoto, Y., Umemura, H., "Analysis of Reinforced Concrete Frames Retrofitted with Steel Bracing", *Proceeding of the Tenth World Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 9, Madrid, Spain, pp. 5187- 5192, (1992).
5. Canales, N.D., Briseno de la Vega, R., "Retrofitting Techniques Used in Telephone Buildings in Mexico", *Proceeding of the Tenth World Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 9, Madrid, Spain, pp. 5143- 5147, (1992).
۶. یاسائی، حسین، ناطقی الهی، فریبرز، «مقاوم سازی لرزه ای سازه های بتن مسلح (مطالعه موردی بیمارستان امام خمینی تبریز)»، پایان نامه کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، (۱۳۷۱).
7. Pincheira, J.A., Jirsa, J.O., "Seismic Response of RC Frames Retrofitted with Steel Braces or Walls", *Journal of Structrual Engineering, ASCE*, 121(8), pp. 1255-1235, (1995).
8. Nateghi, F., "Seismic Strengthening of 8-Story Reinforced Concrte Building", *Proceeding of Tenth European Confrence on Earthquake Engineering*, Vol. 3, Vienna, Austria, pp. 2235- 2240, (1994).
9. Youssef, M.A., Ghaffarzadeh, H., Nehdi, M., "Seismic Performance of RC Frames with Concentric Internal Steel Bracing", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 29, pp. 1561-1568, (2007).
10. Athanassiadou, C.J., "Seismic Performance of RC Plane Frames Irregular in Elevation", *Journal of Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1250-1261, (2007).
۱۱. فلاح یونس آبکوه، وحید، علیزاده تقی آباد، سعید، واتقی امیری، جواد، «بررسی سطح عملکرد در سازه های بتن آرمه ای مقاوم شده با مهاربند»، سومین همایش ملی مقاوم سازی و مدیریت شهری، (۱۳۸۹).
12. Magliulo, G., Maddaloni, G., Petrone, C., "Influence of Earthquake Direction on the Seismic Response of Irregular Plan RC Frame Buildings", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 13, pp. 243-256, (2014).
13. Pradeep, S., Elavenil, S., "Seismic Analysis of Plan Irregular Multi-Storied Building using STAAD pro", School of Mechanical and Building Science, VIT University, Chnnai, Tamilnadu, India, (2013).
۱۴. دستورالعمل به سازی لرزه ای ساختمان های موجود، نشریه شماره ۳۶۰، تهران، ایران، ۱۳۸۵.